

## 30 年経過した PC 鉄道橋の経年特性について

菅 原 操\*  
石 橋 忠 良\*\*  
西 山 佳 伸\*\*\*  
夏 川 亨 介†

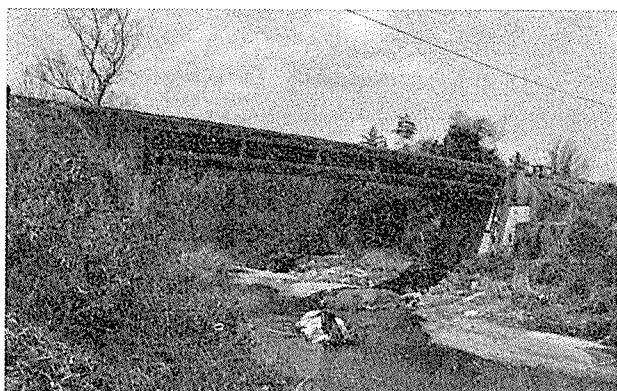
## まえがき

国鉄信楽線雲井～信楽間に位置する第一大戸川橋梁は、昭和 32 年、国鉄における本格的な PC 鉄道橋の第 1 号として建設された。その当時、スパン 30 m のプレストレストコンクリート橋は、わが国では初めての試みであり、また鉄道橋としては世界的にも殆どその例がなく画期的な試みであった。

このため、本橋梁の設計・施工にあたっては、国鉄本社特殊設計室（旧国鉄構造物設計事務所）および鉄道技術研究所の指導のもとに、大阪工事事務所（旧国鉄大阪工事局）において PC 構造について多くの基礎データの集積と解析が行われた。架設に際して行った種々の実験研究、検討はその後の PC 鉄道橋の施工に関して非常に大きな影響を与えた。

その後、当橋梁に対する調査は、数年にわたり継続された貴重なデータを得られたが、その後追跡調査は実施されず今日に至っていた。

今回、当橋梁建設 30 年（昭和 59 年）を経て、その経年特性を調査する機会を得たので、建設当初の調査結果とあわせて紹介する。PC 桁の経年特性を評価する一



写真—1

\*（社）海外鉄道技術協力協会専務理事，東京理科大学理工学部講師，工博

\*\* 国鉄構造物設計事務所主任技師（現：JR 東日本）

\*\*\* 国鉄大阪工事局技術管理課（現：JR 西日本）

† 中央復建コンサルタンツ（株）

資料とされることを望むものである。

本橋梁の現況を写真—1 に示す。

## 1. 橋梁概要

国鉄における PC に関する研究は、昭和 16 年より鉄道技術研究所において始められ、昭和 27 年より PC の使用が開始された。

はじめは乗降場、落石覆等、列車荷重の直接作用しない構造物に PC 部材が用いられた。

列車荷重を直接受けた最初の PC 橋梁は、昭和 28 年 3 月に建設された大阪駅構内の線路扛上桁でスパン 4.9 m のものであった。その後、昭和 28 年 8 月の豪雨によって橋桁が流出した信楽線第一大戸川橋の復旧に、新技術の採用という意味で、スパン 30 m の PC 桁を架設することになった。

参考までに、昭和 28 年前後に施工された国鉄の PC 構造物の主なものを表—1 に示す。

第一大戸川橋梁の基本設計は、フランス人コバニコ氏（極東鋼弦コンクリート振興 KK）によって行われ、当時の国鉄本庁特殊設計室長永友和夫博士を中心に吉田徳

表—1 初期の PC 構造物（鉄道）

## A. プレテンション鉄道橋

名 称	場 所	荷 重	スパン m	竣 工	方 式
第 1 中島橋梁	白新線	KS-15	2.89	28.9	12主桁
東京駅 7, 8 番橋梁	東京駅	KS-18	7.5	28.11	10主桁
第 1 門沢川橋梁	相模線	KS-15	6.48	29.5	10主桁
大阪駅線路扛上桁	大阪駅構内	KS-18	5.0	29.10	2主桁
百貫目沢橋梁	川口線	KS-15	12.2	29.11	9主桁

## B. ポストテンション鉄道橋

名 称	場 所	荷 重	スパン m	竣 工	方 式
大阪駅線路扛上桁	大阪駅構内	KS-18	4.9	28.3	マグネル 2主桁
第 1 大戸川橋梁	信楽線	KS-12	30.0	29.9	フレシネー 4主桁
絹掛橋梁	北陸本線	KS-18	12.9	32.9	フレシネー 4主桁
晴海橋梁	東京晴海埠頭	KS-15	21.3×3	32.12	フレシネー 2主桁
古江橋梁	国分線	KS-14	25.3	33.11	フレシネー 2主桁

二郎博士の指導を仰ぎながら、当時の大阪工事事務所次長仁杉巖博士（前国鉄総裁）らが修正改良して最終設計方針が定められた。

さらに、工事着手前に、鉄道技術研究所コンクリート研究室に試験研究の協力をもとめ、当時研究に携っていた菅原操が、本橋の施工指導・試験研究を続けた。

大阪工事事務所で立案した施工計画を中心に国鉄本庁で、吉田徳二郎博士、東大國分正胤博士、京大小西一郎博士などの権威者および当時の国鉄藤井松太郎技師長、高坂紫朗土木課長、友永和夫特殊設計室長らの関係者によって討論が行われ、多くの改良点、研究点の指導の後、施工の基本方針が定められた。

以下に設計条件を示し、図-1 に橋梁一般寸法を示す。

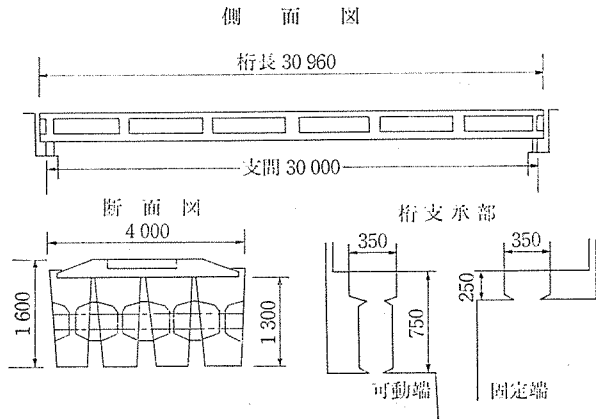


図-1 橋梁一般図（単位：mm）

- ① 桁長=30.96 m, 支間=30.00 m
- ② 列車荷重：KS-12, バラスト軌道（道床厚=15 cm）
- ③ 形式：ポストテンション方式（フレシネー工法），単線 I 形 4 主桁
- ④ 破壊荷重：2.1×（死荷重+列車荷重）
- ⑤ コンクリートの圧縮強度および許容応力度  
 設計基準強度：450 kgf/cm<sup>2</sup>  
 プレストレス導入時：420 kgf/cm<sup>2</sup>  
 許容曲げ圧縮応力度  
 設計荷重作用時：150 kgf/cm<sup>2</sup>  
 プレストレス導入時：210 kgf/cm<sup>2</sup>  
 許容曲げ引張応力度：0 kgf/cm<sup>2</sup>
- ⑥ PC 鋼線（12φ5 mm）の引張強度および許容引張応力度  
 引張強度：160 kgf/mm<sup>2</sup>  
 プレストレス導入時：120 kgf/mm<sup>2</sup>  
 設計荷重作用時：85.5 kgf/mm<sup>2</sup>
- ⑦ 曲げ応力度

表-2 中央断面曲げ応力度

部 材		(kgf/cm <sup>2</sup> )			
		内側桁		外側桁	
状 態	部 材	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
		プレストレス導入時	プレストレス	-80.0	321.1
自重作用時	4.4		209.8	7.8	195.9
有効プレストレス作用時	プレストレス	-64.0	256.9	-61.1	245.2
	全静荷重作用時	47.6	111.2	47.7	103.1
	設計荷重作用時	126.4	11.7	121.7	9.6

各荷重段階での桁の曲げ応力度を表-2 に示す。

なお、シューはフランス式のコンクリート・ロッカー・シューが用いられた。

桁高スパン比=1/23,  $\sigma_{ck}=450 \text{ kgf/cm}^2$  と当時としてはスレンダーで高強度のコンクリートが用いられた。

## 2. 橋梁の施工と諸調査

橋梁の施工にあたっては、施工前および施工後に種々の調査、実験等が実施された。その概要は以下のとおりである。

### 2.1 施工前に実施された諸試験

#### (1) PC 鋼線とシースとの摩擦測定

試験桁を製作し、PC 鋼線緊張時の PC 鋼線とシースとの摩擦測定を行い、所定の緊張力を導入するための資料とされた。

#### (2) PC グラウトの配合および注入実験

W/C=50~72% の配合で、施工橋梁と同一形状延長をもつシースに PC 鋼線を配置して注入実験が行われた。

#### (3) スランプ 3 cm のコンクリート打設試験

桁中央部と同じ断面およびシース配置をもった長さ 2 m の型枠を用いた試験打設が、4 本について行われた。

#### (4) 導入緊張力の測定

試験桁を用いて緊張力導入時に発生する応力度を測定し、スパン中央において設計値に近い値が得られた。

#### (5) 桁のひびわれ、曲げ破壊試験

試験桁の載荷試験を行い、曲げひびわれ発生時の曲げ引張強度は 65 kgf/cm<sup>2</sup> 程度と推定された（コンクリート強度=530 kgf/cm<sup>2</sup>），この値は通常考えている値と大体一致していた。

破壊荷重は試験値が計算値よりも大きかった。

### 2.2 施 工

#### (1) 桁コンクリートの配合

施工前に行ったコンクリート打設試験結果より、表-3 に示す配合が実施工に使用された。

#### (2) PC グラウトの配合

施工前に行った PC グラウトの配合および注入実験結果より、表-4 に示す配合が実施工に用いられた。

表-3 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の目標値 (cm)	水セメント 比 W/C (%)	絶対細骨材 率 (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )			
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
25	3	36	31	162	450	549	1263

注) セメント：アサノペロセメント（早強セメント）  
細骨材：野州川産天然砂  
粗骨材：愛知川産天然砂利  
混和材料は用いなかった。

表-4 PC グラウトの配合

W/C (%)	水 W (kg)	セメント C (kg)	フライアッシュ (kg)
47.5	1.9	3.0	1.0

注) アルミ粉末、セメント用混和剤は用いず。

### 2.3 建設時の橋梁調査

本橋梁建設時には、PC 桁の挙動および耐久性に対する調査を目的として、①桁のそり、②桁長、③シュアの傾斜、④桁コンクリートの圧縮強度、⑤桁コンクリートのクリープ、⑥活荷重による桁のたわみおよびひずみ、⑦橋梁の振動試験、が実施された。

### 3. 今回調査結果と当初調査結果との比較

今回（昭和 59 年）実施した調査は、以下に示す (1) ~ (7) の 7 項目である。測定対象物理量が小さいため、測定方法は当初の方法を再現するよう努力したが、現場に残された基準点が一部不明な部分があったため、それに関しては推測した部分がある。

調査に先立ち目視による外観調査を実施したが、下部工、支承部分、上部工とも剝離、ひびわれ等は見受けられず、またコンクリートの色合いも健全であり、鉄筋の発錆等に起因するコンクリート表面色の変化も全く見受けられず、一見して構造物全体は健全であると判断された。

#### (1) 桁のそり

施工当時の桁のそり量は、図-2 に示すように、側主桁のダイアフラム部分に取り付けられたスケールを経時的に読み取る方法が採用された。しかし前回測定（昭和 32 年）から 27 年経過しており、一部スケールが欠損していたため、完全なデータの照合は困難であった。

今回測定は、図-3 に示すように、下フランジ下面より 100 mm の高さに再度鋼製スケールを貼り付け、橋台付近よりレベルで読み取る方法を採用した。

今回測定結果を 図-4 に示す。

資料によると、昭和 32 年時点の桁のそり量は、製作時のキャンパー量が 40 mm であり（設計図による）、プレストレス導入時からの測定そり量の累計は 27 mm であったと報告されている。したがって、製作時からの累

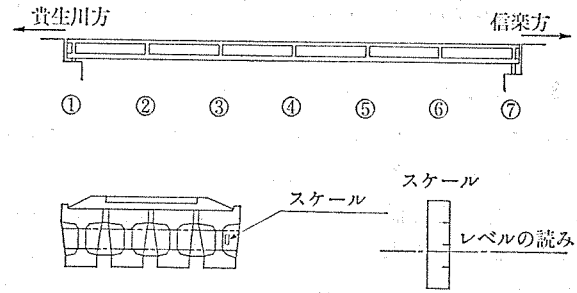


図-2 施工当初の桁のそり測定

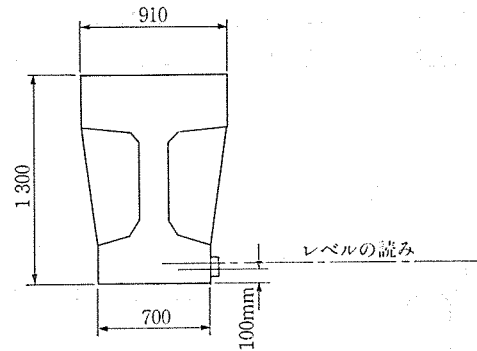


図-3 桁そり測定（今回）

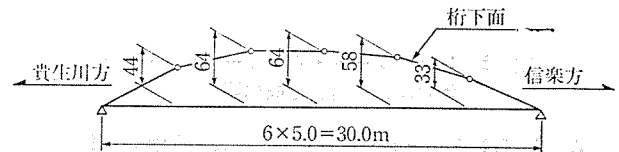


図-4 桁のそり（今回測定結果）

計そり量は  $40 + 27 = 67$  mm と推定される。一方、今回測定そり量は 64 mm であるから、昭和 32 年の測定から 27 年を経過した現在においても、桁のそりは殆ど変化していないと思われる。

#### (2) 桁 長

桁長は、2 本の側主桁の両支点付近に埋め込まれたクリープ測定用埋込み金具間の水平距離をスチールテープ張力を 10 kgf にして数回測定し、その結果を算術平均した。

各側主桁に対して、クリープ測点は上縁と下縁の 2 か所であるため、桁長測定は、計 4 か所である。その結果を表-5 に示す。同表には、施工直後からの桁長の経時的変化をあわせて掲げた。測定はプレストレス導入後

表-5 桁長（測点間）の測定結果

測定日	(mm)			
	上 流 側		下 流 側	
	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
昭和 30.10.20	27 592	27 577	27 592	27 571
31. 6.29	594	576	595	573
32. 3.27	595	578	595	572
32. 7.10	595	580	597	575
59. 5.19	594	578	597	574

14 か月から開始されたが、それ以後殆ど変化していない。

(3) コンクリート・ロッカー・シューの傾斜

シューは、フランス式コンクリート・ロッカー・シューが用いられた。各主桁に対して単独のシューではなく、安全を考えて橋軸直角方向に対しては連続した形式となっており、1本のシューに4本の主桁が載荷される構造となっている。シューの形状およびシューの傾斜測定概念図を図-5に示す。シューの傾斜は、固定、可動の各シューの頭部に埋め込まれた金具とシュー座面に設けられた埋込み金具の相対変位を下げ振りによって測定した。

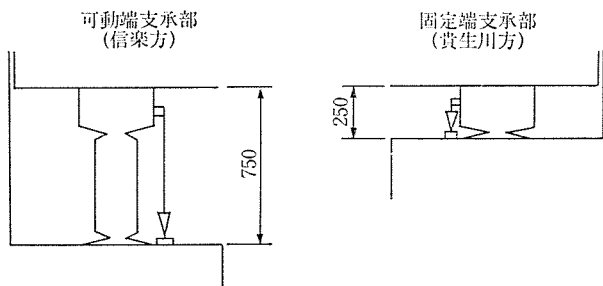


図-5 コンクリート・ロッカー・シューの形状および傾斜測定概念図

表-6 コンクリート・ロッカー・シューの傾斜測定結果 (mm)

測点 測定日	可動端 (信楽方)		固定端 (貴生川方)	
	上流側	下流側	上流側	下流側
昭和 32. 3.27	1.0	0.5	0	0
32. 7.10	3.0	4.5	0	0.5
59. 5.19	3.5	5.0	-1.0	0

注) 符号: +信楽方, -貴生川方

測定結果を表-6に示す。

測定結果によると、固定側シューは、桁下面とシュー座面の高さ方向寸法が小さいこともあり、殆ど変化は見られない。一方、可動側シューは桁端方向に3~5mm程度傾斜している。しかし、昭和32年7月測定時点より殆ど変化は見られず、長期にわたり安定した状態で今日に至っていると言える。本測定の桁座は仮想不動点として扱われているが、このような微小変形に対しては、橋台を不動点として考えることに多少の問題点があり、厳密に評価しえない。しかし、橋台、上部工を含めた構造物は全体に殆ど変状もなく、安定した状態であることは明瞭である。

(4) 主桁コンクリートの圧縮強度

主桁の鉄筋に支障することなく、3本のコンクリート・コアを採取した。供試体寸法はφ50×100(mm)である。材令ごとの圧縮強度試験結果と今回採取資料の圧

表-7 桁コンクリートの圧縮強度

材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	供試体寸法 (cm)	備 考
9	440	φ10×20×3 個	標準養成供試体
28	508		
1360	595	φ15×23.5×2 個 φ15×28.0×1 個	標準桁より採取したコア
6100	611	φ15×30×3 個	標準桁より採取したコア
11060	550	φ5×10×3 個	実橋の支点近くの上突縁より採取したコア

注) 圧縮強度は標準供試体寸法に換算した値を示す。

縮強度試験結果を表-7に示す。表中標準桁とあるのは、主桁コンクリートの乾燥収縮度のみを測定する目的で実橋桁と同配合、同形状、同環境下で製作され、実橋の近くに設置された試験用の桁を示す。

試験結果によると、今回の圧縮強度は、過去の圧縮強度より低い結果となっている。

供試体が相似形であるならば、寸法の小さい供試体の方が強度が高くなると言われており、その点も加味すると、今回の試験結果は多少低い値を示したと言える。この理由は、足場の悪い位置での小径のコア採取の方法あるいはコアの整形方法に多少問題があったのではないかと推定される。

しかし、本橋の設計基準強度は450kgf/cm<sup>2</sup>であり、今回調査結の強度は、約1.2倍であり、十分な強度を保持していることが確認できた。

(5) 活荷重による桁のたわみおよびひずみ

列車走行時の支間中央における桁のたわみおよび桁下縁のひずみ測定結果を表-8に示す。また、同表に設計値と過去の測定値も掲載した。今回測定時の活荷重は、キハ2両(1車両当り38t)編成であり、列車内の乗客重量は測定対象列車に調査員が同乗し、乗車人数を数えて、平均体重60kgfとして、列車軸重に加算した。

表-8 活荷重によるたわみおよびひずみ

測定年	活荷重		たわみ (mm)		ひずみ (10 <sup>-6</sup> )	
			No. 2 桁	No. 4 桁	No. 2 桁	No. 4 桁
昭和 29	C-11 単機 (静止)	①	12.0	—	94	69
		②	12.9	—	111	109
		③	93	—	85	63
	C-11 単機 (走行)	①	11.7	12.4	67	71
		②	12.9	12.6	111	109
		③	91	98	60	65
昭和 37	C-11 単機 (走行)	①	—	9.2	82	87
		②	—	12.6	111	109
		③	—	73	74	80
昭和 59	キハ 2 両 (走行)	①	6.9	6.9	56	59
		②	7.0	6.9	66	65
		③	99	100	85	91
設計値	KS-12	②	20.4	19.9	164	155

注) ①=測定値, ②=計算値 (衝撃含まず)  
③=①/②×100 (%)

表中の計算値②は、コンクリートのヤング係数を450 000 kgf/cm<sup>2</sup>と仮定し、桁本体以外の中埋めコンクリートおよび防水コンクリートも一体となって、全断面有効に挙動するものとして算出した値である。

今回測定結果のうち、たわみはほぼ実測値と計算値は一致しており、また実測ひずみは計算値の85~90%程度の結果となった。

(6) コンクリートの分析

主桁と同一配合で製作された標準桁より、採取したコンクリート・コアを用いて、コンクリートの配合推定およびアルカリ量分析を行った。結果を表-9に示す。表中に示す推定アルカリ量には、配合に用いた水および骨材表面に付着していたアルカリ分も含まれる。昭和43年にセメント協会で実施された市販セメントの化学分析値より、等価Na<sub>2</sub>Oは0.5~1.0%の範囲にあると推定される。今回測定結果は0.8~0.9%の範囲であり、昭

表-9 コンクリートのアルカリ量分析

項目 試料	単位セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	単骨材量 (kg/m <sup>3</sup> )	骨材・セメント比	セメントに対する量(%)		
				Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	等価Na <sub>2</sub> O
No. 1	419	1976	4.72	0.34	0.71	0.81
No. 2	373	2038	5.46	0.40	0.76	0.90
示方配合	450	1812	4.03	—	—	—

和43年当時の分析結果の範囲に入っている。当時の使用骨材は細骨材が野州川産であり、粗骨材は愛知川産であり、共に天然の骨材が使用されており、塩害やアルカリ骨材反応による変状は皆無であった。

(7) クリープ

本橋梁のクリープの測定方法は、主桁施工の際に製作された主桁と同一断面を有する無応力状態の標準桁から温度ひずみと乾燥収縮ひずみを測定し、主桁測点の測定値との差をクリープひずみとする方法を採用した。

橋梁に埋め込まれたひずみ測定用具は真鍮製で、金具の中央にポンチ孔が設けられている。埋込み箇所は、両支点付近に各8か所および桁中央付近8か所の計24か所である。

金具は、防錆のためキャップが設けられており、内面はグリースによる表面保護されていた。一部キャップの脱落のため表面状態が悪いものがあったが、全体的には健全であり、表面を多少研磨することにより、当時の状態に復元することが可能であった。

ひずみ測点間距離は400mmであり、橋梁建設時に検討のうえ改良された技研式ひずみ計をその当時の状態のまま使用することが可能であった。

図-6に技研式ひずみ計本体と基準値測定のためのス

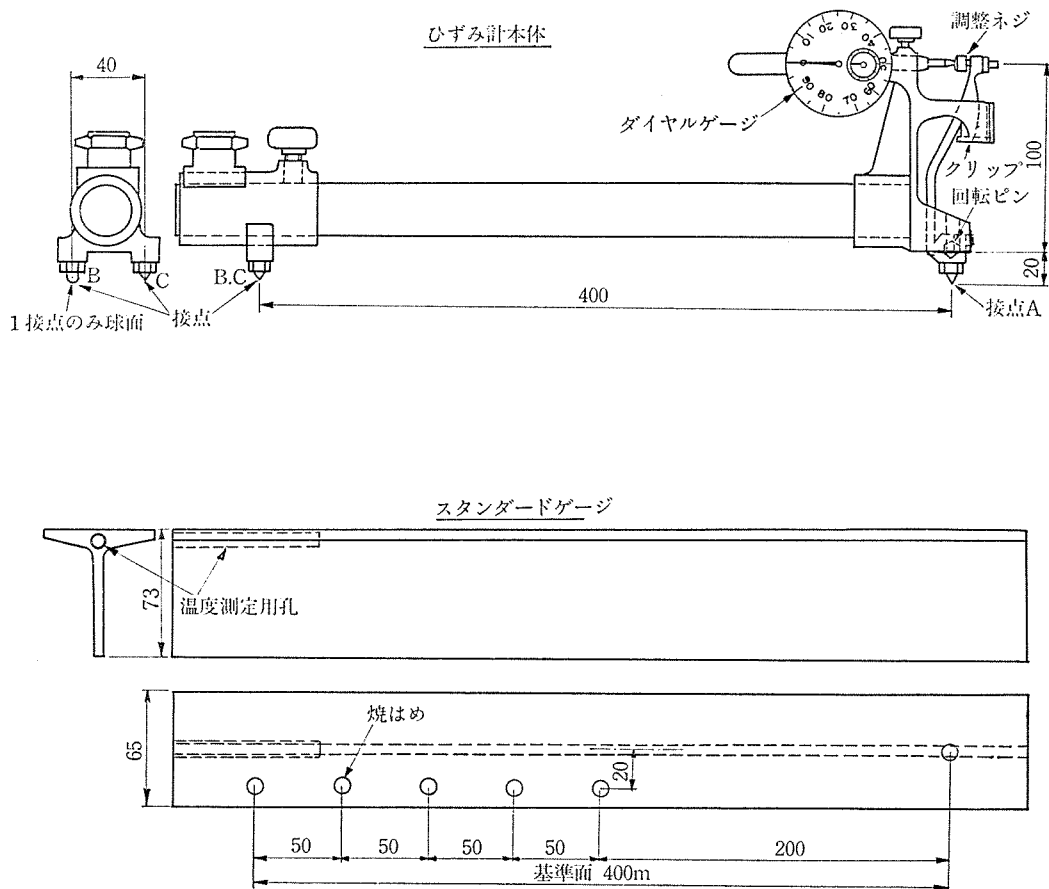


図-6 技研式ひずみ計

タンダードゲージを示す。また、図-7 に測定用埋込み金具を示す。

しかし、標準桁の保存状態が十分でなく、今回得られた温度ひずみおよび乾燥収縮ひずみの測定値は信頼性に欠けることから、前々回（昭和 35 年 3 月）に標準桁より得られたひずみに温度変化の補正を加えたひずみを、今回の温度ひずみおよび乾燥収縮ひずみとして導入した。これは、阪田式<sup>12)</sup>で乾燥収縮ひずみを予測すると、

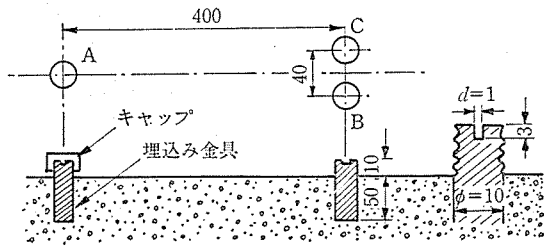


図-7 クリープ測定用埋込み金具  
(真鍮製キャップとも)

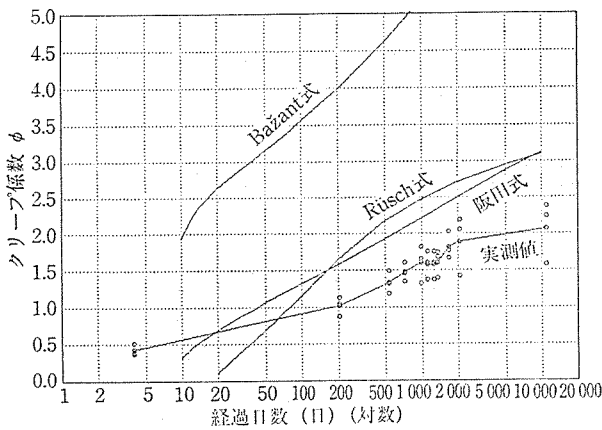


図-8 クリープ係数の経年変化図

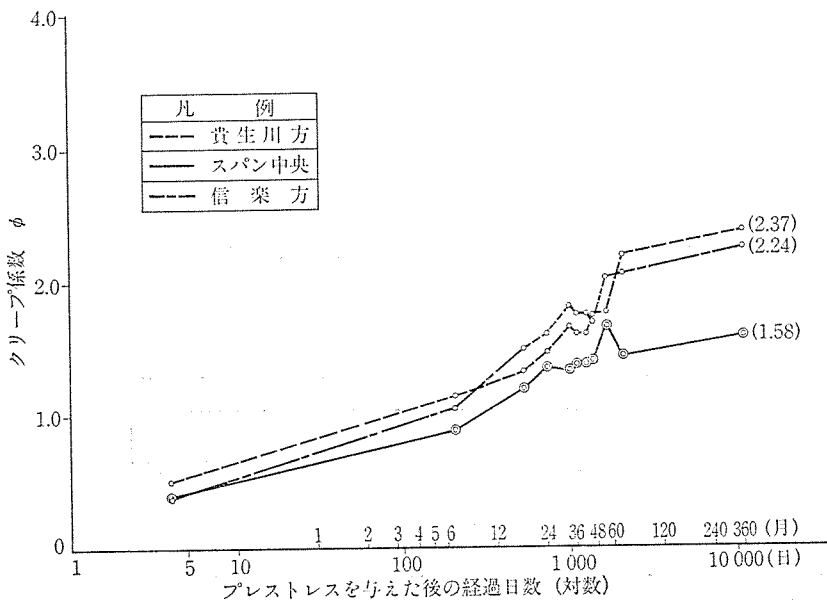


図-9 クリープ係数の経年変化

今回と前々回とのひずみ差は小さく、その間の乾燥収縮量の変化は無視し得ると判断したからである。

図-8 に測定結果から求められたクリープ係数の経年変化とともに、Rüschi 式<sup>9)</sup>「土木学会 PC 標準示方書（昭和 53 年）」、Bažant 式<sup>10)</sup>および阪田式<sup>11)</sup>より得られたクリープ係数の経年変化の予測結果を示す。

予測値の算定条件として、早強ポルトランドセメントの使用、持続荷重を載荷した時のコンクリート材令  $t_0 = 9$  日、コンクリートのスランプ 2~3 cm、コンクリート温度 40~20°C 等を与えて求めた結果、Rüschi 式の場合 3.10、Bažant 式の場合 7.68、阪田式の場合 3.12 を得た。また、図-9 に橋梁の位置別クリープ係数の経年変化を示す。

これによると、施工後 30 年を経過した本橋梁のひずみ測定結果より算定したクリープ係数は、橋梁の位置によって差が生じているが、その値は 1.58~2.37 の範囲にあり、単純平均値が 2.06 となり、各種の予測値より小さい値となった。

文献<sup>2)</sup>によると、本橋梁のコンクリートの示方配合は、スランプ 3 cm、水セメント比 36%、単位水量 162 kg、単位セメント量 450 kg であり、施工し得る範囲で硬練りコンクリートが使用されたと記されている。また近年において、一般に使用されるこの種の PC 桁のコンクリートはスランプ 8 cm 程度、水セメント比 40% 弱程度であり、比較的ワーカブルなコンクリートが使用される傾向にある。

これらの要因差が、各種の予測式より算出されたクリープ係数に比較して、測定クリープ係数が小さな値となった原因の一つではないかと考えられる。

## あとがき

日本における本格的な PC 鉄道橋の第 1 号として建設された本橋梁は、外観上ひびわれ、剝離等の変状も見受けられず、かつ材料的にも耐荷力的にも健全な状態であり、下部工を含めた橋梁全体も建設当時と殆ど変化がない状態に今日に至っていることが判明した。

また、建設後 30 年を経過したクリープ測定結果は、我々に貴重なデータを与えてくれた。

工事に先立つ種々の事前調査、建設後の追跡調査およびその当時の適切なコンクリート材料、入念な施工方法を含めて、本橋梁は万全の対策

を講じたうえ、計画、施工されたものである。

近年、とかくコンクリート構造物の耐久性が議論され、ともすれば我々自身の技術に対して疑問を抱くことがあるが、周到に計画、施工されたコンクリート構造物は半永久構造物であるとの認識を新たにした。

なお、本橋の調査に当たっては、国鉄大阪工事局の関係者に御協力を頂いた。

記して、厚く御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 仁杉 巖：“支間 30m のプレストレスト・コンクリート鉄道橋（信楽線第一大戸川橋りょう）の設計、施工、および、これに関連して行った実験研究の報告”，土木学会論文集，第 27 号，昭和 30 年 7 月
- 2) 菅原 操：“プレストレスト・コンクリートけたのクリープの現場測定”，土木学会誌，第 43 卷，第 8 号，昭和 33 年 8 月
- 3) 川口輝夫：“鉄道橋としてのプレストレストコンクリートけたの設計方法に関する提案”，鉄道技術研究報告，No. 280，昭和 37 年 1 月
- 4) 大地羊三，三宅正裕：“信楽線第一大戸川橋りょう試験”，鉄道技術研究所速報，No. 62-180，昭和 37 年 6 月
- 5) 橋田敏之，小村 敏：“PC 橋架設工法総覧”，技報堂出版，昭和 59 年 4 月
- 6) 菅原 操，谷脇康生，西山佳伸：“30 年経過した PC けたの経年特性について—信楽線第一大戸川橋りょうの調査—”，土木定会第 40 回年次学術講演会，昭和 60 年 9 月
- 7) 谷脇，西山，松浦，長崎：“わが国最初の PC 鉄道橋りょうの現況”，鉄道土木，Vol. 28，1986.2
- 8) 国鉄建造物設計標準解説：土木学会
- 9) H. リュッシュ・D. ユンクビルト=著，百島祐信=訳：“コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮”，鹿島出版会，昭和 51 年 11 月 5 日
- 10) 阪田憲次：“コンクリートの乾燥収縮およびクリープ予測”，セメントコンクリート，No. 425，July，1982
- 11) 阪田憲次，池田 清：“コンクリートのクリープ予測に関する研究”，土木学会論文報告集，第 340 号，1983 年 12 月
- 12) 阪田憲次，大石哲史，佐藤博文：“コンクリートの乾燥収縮予測式の提案とその妥当性に関する検討”，第 39 回土木学会年次学術講演会講演概要集，第 5 部，V-78，pp. 155~156，1984

【昭和 62 年 4 月 23 日受付】

◀ 刊行物案内 ▶

最近のプレストレストコンクリート構造物の設計、施工と 30 年の歩み

(第 14 回 PC 技術講習会テキスト)

体 裁：A 4 判 192 頁

定 価：3 500 円

送 料：450 円

内 容：(A) PPC の勧め——設計計算法，PPC 適用例（箱断面橋，屋根梁，沈埋トンネル）。(B) アンボンド PC フラットスラブについて——荷重釣合法による PC 鋼材の配置，設計荷重，架構応力の計算，柱列帯と柱間帯へのスラブ梁モーメントの配分，必要 PC 鋼材量と引張補強筋の配置，長期荷重に対するたわみ量の検討と最小スラブ厚さ，柱周パンチングシアに対する検討，耐火性と PC 鋼材かぶり厚さ，アンボンド PC フラットスラブの曲げ破壊時の性質，結言。(C) PC 円形構造物の現況——I) 序論，II) 水槽（PC タンクの種類，設計，施工），III) 消化槽（概要，設計，施工），IV) LNG・LPG 貯槽（低温液化ガス用 PC 構造の実績，LNG 地上式貯槽の PC 防波堤，LPG 地上式貯槽の PC 外槽，LPG 半地下式貯槽の PC 外槽），V) 原子炉格納容器（概説，PCCV の構造と特徴，PCCV の構造形式の選定，PCCV の設計・品質保証）。(D) 本四連絡橋児島一坂出ルートにおける PC 橋について——児島一坂出ルートの概要，PC 橋の構造形式および施工法。(E) PC げた橋の新しい連続化工法——連結部の接続方法，連結部の設計，阪神高速道路堺線における試験工事の施工報告。(F) プレストレストコンクリートの 30 年——PC の沿革（橋梁，建築，容器類，海洋構造物，その他），PC 工場製品の沿革，PC 橋の塩害対策。